

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 UMUM

Gempa bumi merupakan bencana yang sering kali melanda Negara Indonesia, sebab letaknya berada di antara 3 lempengan aktif. Pada saat terjadi gempa tentunya mengganggu keselamatan penghuni, sedangkan objek yang paling terpengaruh oleh dampak gempa bumi adalah bangunan bertingkat tinggi seperti (gedung, apartement, dll). Apabila bangunan yang dibangun tidak cukup kuat untuk menahan gaya gempa, maka seketika bangunan tersebut akan mengalami keretakan dan keruntuhan.

Struktur Penahan Gempa merupakan teknologi gempa yang saat ini sudah banyak dijumpai pada bangunan Gedung di Indonesia. Prinsipnya bangunan Gedung tidak langsung hancur seketika, setidaknya pada saat terjadi gempa dengan skala tinggi bangunan tidak langsung runtuh dan hal tersebut dapat mengurangi resiko terjadinya korban dan istilah seperti fleksibilitas, kekakuan dan penahan merupakan konsep yang selalu melekat pada bangunan Gedung di Indonesia.

Dalam perencanaan struktur gedung bertingkat harus direncanakan agar konstruksi tersebut tahan terhadap gempa, mengingat negara Indonesia adalah negara yang mempunyai ancaman gempa yang tidak banyak. Struktur bangunan tinggi baiknya mampu menahan beban gempa rencana agar struktur tersebut bisa berfungsi dengan baik serta layak. Kemampuan Struktur yang direncanakan harus sanggup bertahan akibat beban lateral dengan cara mendekati perilaku *elastis* tanpa mengurangi kuat struktur itu sendiri dan kemudian selisih energi beban gempa mampu didistribusikan dan ditahan oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan deformasi yang *elastis* bisa disebut sebagai daktilitas struktur.

Jadi daktilitas itu merupakan kesanggupan suatu struktur untuk menahan gerak simpangan pasca-elastik yang tinggi secara *repetitif* akibat gaya lateral yang menimbulkan pelelehan pertama, sambil menjaga kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur tersebut dapat berdiri (tegak), meski sudah di ambang keruntuhan.

Perencanaan struktur bangunan penahan gempa untuk daerah gempa wajib memenuhi syarat, yaitu:

- a) Konstruksi mampu menopang gaya gempa skala rendah tanpa terjadi kerusakan.
- b) Konstruksi mampu memikul gaya gempa skala sedang tanpa keruntuhan yang mengarah langsung pada struktur utama, dimana keruntuhan ini hanya dialami pada struktur skunder saja.
- c) Konstruksi mampu menahan gaya gempa skala kuat tanpa terjadinya keruntuhan menyeluruh, meski bagian struktur utama sudah mengalami kerusakan (Teruna, Daniel Rumbi 2007).

2.2 Sistem Struktur Gedung

Ada beberapa macam *system* struktur difungsikan untuk penopang gaya gempa pada bangunan tinggi, namun pada sub bab ini dijabarkan yang berkaitan dengan topik si penulis:

2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

SRPM adalah sistem yang mempunyai rangka ruang pemikul beban gravitasi lengkap. Beban lateral ditahan oleh system SRPM melalui tata cara elastisitas (lentur).

2.2.1.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

System ini digunakan di area zona resiko gempa besar, termasuk zona gempa 5 dan 6, untuk menahan gaya akibat gempa harus menggunakan system SRPMK atau sistem dinding struktur khusus (SDSK) atau dual *system* khusus. (Purwono, 2005).

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 3.53, menyikapi soal perencanaan bangunan terhadap gempa menjelaskan; SRPMK ialah sistem yang memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi terbukti lengkap, kemudian beban lateral yang diakibatkan oleh gaya gempa ditahan oleh rangka pemikul momen melalui sistem lentur.

Persyaratan mendasar untuk SRPMK yang bersifat daktail adalah:

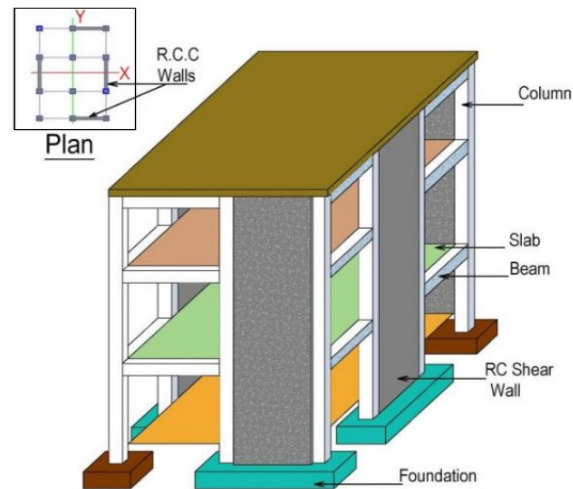
1. Sebisanya mempertahankan kestabilan struktur
2. Mampu kuat menopang gaya gempa normative yang ditentukan sesuai dengan kemampuan disipasi energi.
3. Cukup *rigid* untuk membatasi terjadinya penyimpangan.
4. Hubungan balok kolom harus kuat menahan momen yang muncul.
5. Komponen balok, kolom mampu memiliki kemampuan plastis pada sendinyaa tanpa sedikitpun mengurangi kekuatannya yang berarti

6. Sendi plastis yang ada diseluruh sistem struktur apabila terjadi keruntuhan diawali pada balok sebelum terjadi pada kolom.
7. Tidak ada kolom yang lebih lemah yang mengakibatkan terjadinya sendi - sendi plastis yang terdapat pada ujung atas dan bawah pada kolom lain pada tingkat itu yang mengarah pada keruntuhan keseluruhan struktur.

Prinsip “Strong Column Weak Beam” dalam SRPMK memiliki penjelasan bahwa struktur kolom harus lebih kaku dibandingkan balok, sehingga keruntuhan struktur ketika terjadi beban gempa (lateral), diawali kejadian pada balok, yang kemudian terjadi pada kolom.

2.2.2 Dinding Geser (*shear wall*)

Shear wall merupakan konstruksi beton bertulang berupa balok kantilever yang terpasang secara *vertical* untuk menopang gaya lateral. *Shear wall* umumnya *rigid*, sehingga *deformasi* (lendutan) horizontal yang terjadi relative kecil. *Shear wall* selain menopang beban lateral (*shear force*) juga mampu menahan elastis (lentur). Konstruksi kolom tidak ikut andil menahan gaya horizontal, sehingga hanya di *design* untuk menopang gaya normal. Saat *shear wall* cukup kuat, gaya didistribusikan ke elemen selanjutnya dalam jalur beban yang ada di bawahnya, seperti dinding geser lainnya, lantai, dan pondasi dinding.



Gambar 2.1 Ilustrasi Struktur *Shear Wall System*

Shear Wall dibagi menjadi 3 bagian yaitu:

1. *Bearing walls* merupakan jenis dinding yang dominan menahan beban vertikal. Seperti dinding partisi untuk sekat antara bangunan yang saling berdekatan.
2. *Frame walls* merupakan dinding yang menopang beban horizontal, beban gravitasi hanya bersumber dari *frame* beton bertulang. Jenis dinding ini diaplikasikan diantara baris kolom.
3. *Core walls* adalah dinding yang dipasang di zona inti atau pusat Gedung itu sendiri, umumnya seperti tangga atau poros *lift*. System ini memiliki peran ekonomis.

Terdapat 2 kegunaan *shear wall* yakni:

1. Kekuatan.

- *Shear wall* diharuskan mampu mendukung kekuatan horizontal untuk mengimbangi kekuatan gempa.
- Ketika *shear wall* cukup kuat, mereka akan mendistribusikan beban horizontal ini ke elemen selanjutnya

2. Kekakuan.

- *Shear wall* mendukung kekakuan lateral untuk menghindari simpangan dari atap atau lantai.
- Ketika *Shear wall* cukup kaku, struktur tersebut akan mencegah terjadinya menyimpai.
- Lantai, atap yang saling mendukung akibat gaya lateral yang terjadi.
- Bangunan yang cukup *rigid* umumnya hanya akan menimbulkan kerusakan yang bersifat nonstruktural.

Pada dasarnya dinding geser diklasifikasikan menurut geometrinya, yaitu (Imran dkk, 2008):

- a. *Flexural wall* (dinding langsing), yakni *shear wall* yang mempunyai rasio $h_w/l_w \geq 2$, yang mana *design* dikendalikan terhadap sifat elastis atau lentur,
- b. *Squat wall* (dinding pendek), yakni *shear wall* yang mempunyai rasio $h_w/l_w \leq 2$, yang mana *design* dikendalikan terhadap perilaku lentur,
- c. *Coupled shear wall* (dinding berangkai), yakni dinding yang terletak di sudut bangunan menyerupai bentuk L sehingga momen guling yang terjadi karena beban lateral ditopang oleh sepasang dinding geser yang disambungkan dengan balok penghubung sebagai gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar struktur tersebut.

Dalam pelaksanaan *shear wall* dikaitkan oleh *system* rangka pemikul momen. *Shear wall* biasanya difungsikan pada bangunan tinggi ialah jenis kantilever, dinding berangkai, serta sistem (*dual system*) rangka-dinding geser. Interaksi antara sistem rangka meliputi:

- a. Sistem ganda yakni *system* merupakan kombinasi dari sistem rangka pemikul momen bersama *shear wall* (*bresing*). Rangka pemikul momen sedikitnya mampu memikul 25% dari gaya gempa lateral, sisanya ditopang oleh dinding geser. Nilai koefisien modifikasi respons (**R**) yang disyaratkan untuk sistem ganda menggunakan (SRPMK) ialah 7.
- b. Sistem interaksi dinding geser dan rangka yakni sistem struktur kombinasi dari sistem rangka beton bertulang dengan dinding geser. Nilai **R** yang disyaratkan untuk sistem interaksi dinding geser dan rangka ialah 4,5.

Dinding yang memiliki fungsi untuk menopang gaya lateral perlu diperhatikan bahwa dinding tersebut tidak boleh runtuh terlebih dahulu akibat gaya horizontal (lateral), apabila dinding geser runtuh maka keseluruhan struktur bangunan akan mengalami runtuh sekaligus karena tidak ada elemen struktur yang mampu menahan gaya lateral selain dinding geser. Peraturan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1. Tebal dinding tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

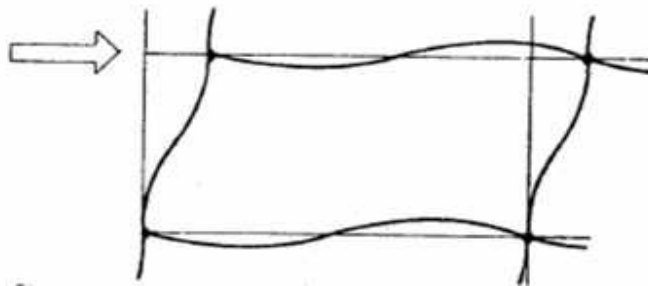
2.2.3 Sistem Rangka Gedung

Sistem struktur yang terdiri dari rangka ruang yang mampu menahan seluruh beban vertical (gravitasi). Pemikul beban lateral hanya berupa dinding atau rangka. Rangka pemikul direncanakan secara terpisah dan mampu memikul sebanyak 25% dari seluruh beban lateral. Kedua sistem ini direncanakan guna menopang seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi sistem struktur.

2.2.4 Perilaku Struktur Rangka Kaku, Dinding Geser, dan Struktur Rangka – Dinding Geser (*Dual System*)

2.2.4.1 Perilaku Struktur Rangka Kaku (*Rigid Frame*)

Sistem ini biasanya mempunyai bentuk rangka persegi teratur, yang meliputi balok dan kolom yang saling terhubung pada suatu bidang secara (*rigid*), sehingga interaksi antara keduanya mampu memikul momen yang terjadi. Pada umumnya *system* ini dirasa lebih ekonomis diaplikasikan sampai 30 lantai untuk rangka baja dan sampai 20 lantai untuk rangka beton bertulang (Schueller, 1989).



Gambar 2.2 Respons lenturan balok dan kolom *Sumber: Schueller (1989)*

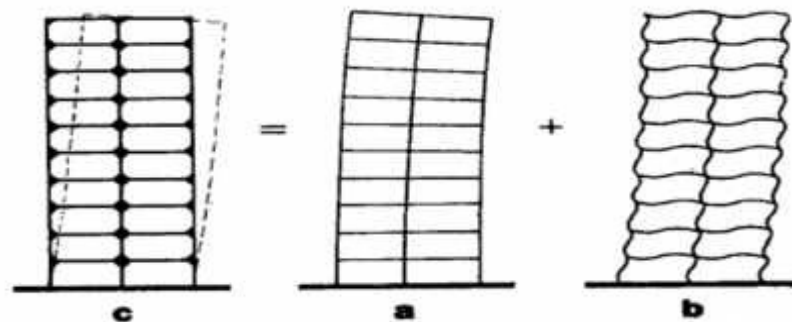
Schueller(1989) mempunyai *statement* : *Deflection* lateral yang terjadi pada balok dan kolom pada struktur rangka kaku diakibatkan 2 faktor:

- a. Lendutan diakibatkan oleh lentur kantilever

Dikenal juga dengan istilah *chord drift*, yakni kondisi struktur ketika menopang (*overturning moment*) atau momen guling akibat gaya lateral, struktur rangka berfungsi sebagai struktur balok kantilever *vertical* yang melentur dengan bentuk *deformation axial* dari kolom penyusunnya. Struktur kantilever ini menahan 20% dari keseluruhan simpangan yang terjadi.

- b. Defleksi akibat lentur balok dan kolom

Dikenal dengan istilah *shear lag* atau *frame wracking*. Gaya geser yang muncul pada struktur kolom dan balok akan mengakibatkan moment lentur pada kedua elemen tersebut. Lentur pada kolom, balok mengakibatkan distorsi secara menyeluruh pada rangka gedung. Jenis deformasi ini mengakibatkan $\pm 80\%$ dari keseluruhan simpangan struktur yang meliputi 65% akibat lentur balok dan 15% akibat lentur kolom.



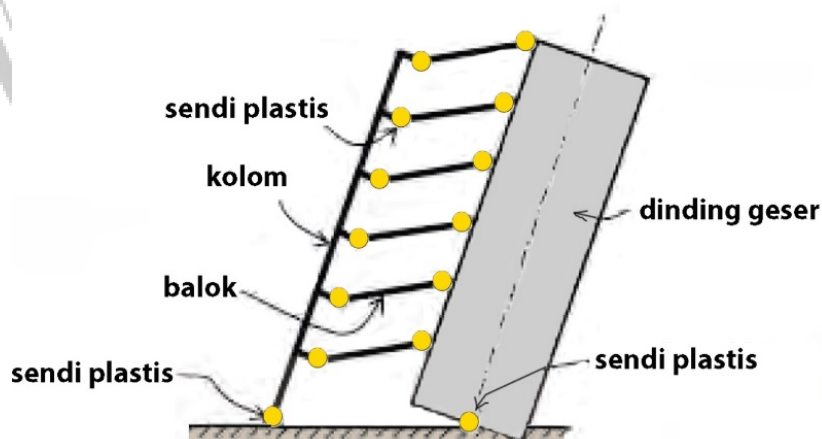
Gambar 2.3 Simpangan pada struktur rangka kaku

Sumber: Schueller (1989)

Pada Gambar 2.3 menunjukkan konstruksi *rigid frame* ketika menerima gaya lateral akan mengalami simpangan ke arah beban yang bekerja (Gambar 2.3c), merupakan kombinasi simpangan yang diakibatkan oleh lentur kantilever (Gambar 2.3a) sebesar 20% dari keseluruhan simpangan dan lentur balok dan kolom (Gambar 2.3b) sebesar 80% dari total keseluruhan simpangan (Schueller,1989).

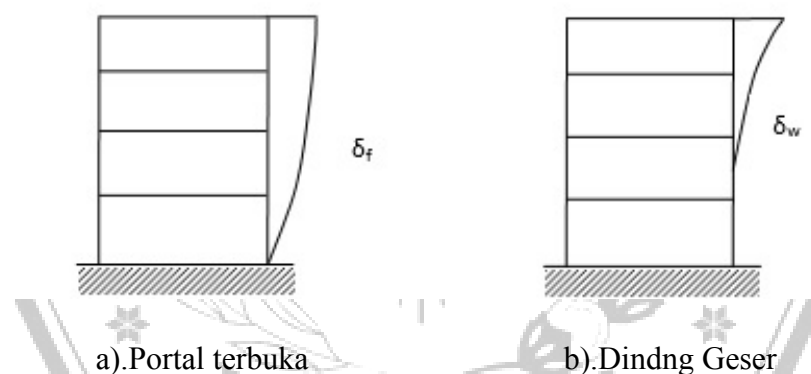
2.2.4.2 Perilaku *Shear wall*

Faktor daktilitas struktur adalah awal dasar untuk penentuan gaya gempa yang bekerja pada struktur itu sendiri. Oleh maka dari itu, terwujudnya daktilitas yang diinginkan harus berjalan dengan baik. Hal ini dapat terwujud dengan menetapkan persyaratan yang disebut “*strong column and weak beam*”. Hal ini memiliki arti, bahwa karena intervensi Gempa Rencana, sendi plastis di dalam konstruksi tinggi hanya diizinkan terjadi pada ujung balok dan kaki kolom serta kaki dinding geser. Idealnya, tata cara keruntuhan pada gedung terdapat pada gambar 2.4 berikut ini:



Gambar 2.4 Mekanisme Keruntuhan Ideal pada struktur dengan sendi plastis.

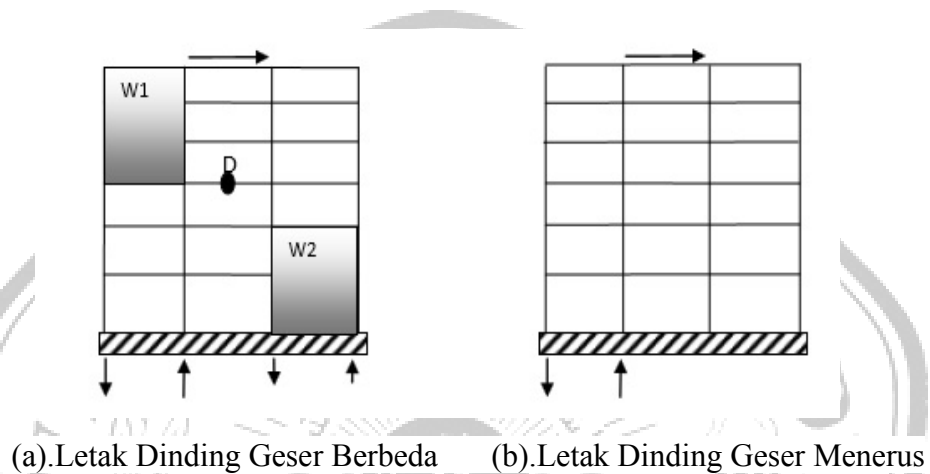
Shear wall yang memiliki bentangan lebar dan besar akan menghasilkan kemampuan daya tahan elastis dan geser relatif tinggi serta merupakan sistem yang rasional dengan memanfaatkan sifat beton bertulang. Pada konstruksi pelat beton bertulang, lantai dapat diasumsi tidak mengalami distorsi sebab kekokohan lantai sangat tinggi. Jadi gaya geser yang ditahan oleh sistem struktur disetiap tingkat bisa dihitung berdasarkan rasio kekokohan dengan menggunakan prinsip statis tak tertentu. Berdasarkan konsep dasar ini, Dr. T. Naito menjelaskan kadar yang ditahan oleh berbagai sistem sebagai koefisien distribusi gaya geser, dengan menyatakannya istilah notasi D (nilai D). Pada gambar 2.5 menunjukkan deformasi portal terbuka dan dinding geser kantilever yang menahan gaya gempa secara terpisah, menunjukkan bahwa deformasi kedua sistem ini berlainan.



Gambar 2.5 Deformasi Portal terbuka dan Dinding geser.

Deformation yang terjadi pada dinding kantilever menyerupai deformasi *cantilever beam* yang tegak lurus terhadap tanah selain deformasi lentur, dinding mengalami deformasi geser dan rotasi secara keseluruhan akibat deformasi tanah. Sebagai perbandingan deformasi portal terbuka besarnya cenderung sama pada tingkat atas dan bawah, sedangkan deformasi pada dinding geser sangat kecil didasar dan besar dipuncak. Gedung yang sesungguhnya

tidak memiliki dinding geser yang berdiri sendiri karena dinding berhubungan dalam segala arah dengan balok atau batang lain ke kolom-kolom disekitarnya. Sehingga deformasi dinding akan dibatasi sebagai pengaruh pembatasan (*boundary effect*). Supaya daya tahan dinding mampu berfungsi sesuai fungsinya, maka syarat-syarat dibawah ini harus diperhatikan. Dinding geser baiknya menerus sampai keatas.



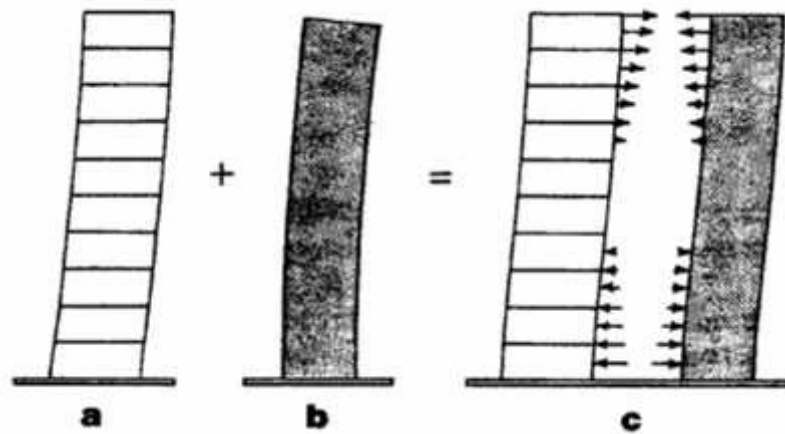
Gambar 2.6 Letak Dinding geser.

Apabila posisi *shear wall* berbeda antara satu tingkat dengan tingkat lainnya seperti pada gambar 2.6a, gaya geser yang terpusat di dinding atas, w_1 , harus didistribusikan ke dinding bawah w_2 . Dalam hal ini, balok atau pelat D akan menahan gaya tarik dan tekan yang besar. Sebaliknya pada dinding seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.6b, pondasi menahan gaya yang besar akibat (*overturning moment*) momen guling yang besar dan tarikan keatas bisa terjadi sehingga menyulitkan perencanaan, namun masalah ini bisa diselesaikan dengan melebarkan struktur dinding ditingkat bawah, lalu memperkuatnya dengan kerangka melintang yang tegak lurus pada kedua sisi dinding atau memperkuat balok pondasi.

- Untuk mendapatkan *shear wall* yang kokoh, balok keliling dan balok pondasi baiknya diperkuat. Untuk mengurangi *deformation* lentur pada dinding, dan supaya memiliki kemampuan lebih baik dan momen lentur dinding diusahakan mendekati momen lentur portal terbuka.
- Apabila dinding bagian atas dan bawah tidak tersusun secara menerus maka gaya lateral akibat gempa yang ditahan oleh dinding harus disalurkan melalui lantai.

2.2.4.3 Perilaku Struktur Rangka – Dinding Geser (*Dual System*)

Semakin tinggi bangunan, fungsi struktur rangka dalam memikul gaya gempa lateral karena gaya gempa akan menjadi tidak ekonomis. Pasalnya dibutuhkan dimensi balok, kolom yang besar dalam menopang gaya gempa tersebut. Dengan sistem kombinasi ini, struktur akan terhubung secara (*rigid*) oleh balok di setiap lantai bangunan. Dengan adanya interaksi antara kolom, balok, serta *shear wall* secara kaku maka nantinya struktur rangka dan dinding geser akan saling sinergi dalam meikul beban yang bekerja, dan simpangan lateral akan jauh berkurang seiring dengan peningkatan jumlah lantai struktur. Semakin tinggi suatu struktur gedung, semakin kecil simpangan yang terjadi. Perilaku elemen tersebut terdapat pada gambar 2.7.



Gambar 2.7 Superimpos *mode* individu dari deformasi

Sumber: Schueller (1989)

- a. *Deformation system* geser rangka *rigid* (Gambar 2.7 a)

Lendutan terbesar terjadi pada dasar struktur akibat geser maksimum.

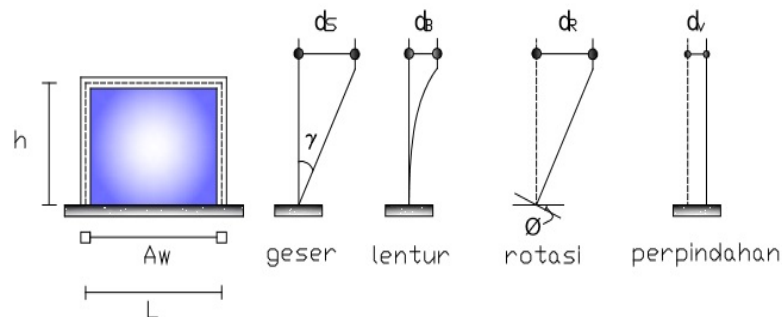
- b. Deformasi sistem lentur untuk dinding geser (Gambar 2.7 b)

lendutan terbesar terjadi pada bagian atas gedung, kekakuan paling kecil terletak pada bagian atas bangunan.

- c. Interaksi rangka *rigid* dengan *shear wall* (Gambar 2.7 c)

Hubungan struktur rangka kaku dengan *shear wall* didapat dengan cara superposisi *mode s deflection* secara terpisah yang menghasilkan kurva S datar. Perbedaan sifat defleksi antara *shear wall* dan rangka kaku mengakibatkan *shear wall* memikul simpangan rangka kaku pada bagian bawah, sedangkan rangka *rigid* akan menopang simpangan *shear wall* di bagian atas.

Dinding yang menopang gaya lateral menurut Kiyoshi Muto mengalami 4 jenis deformasi yaitu:



Gambar 2.8 Deformasi Dinding geser menurut Kiyoshi Muto.

δ_s = deformasi geser

δ_B = deformasi lentur

δ_R = deformasi rotasi pondasi

δ_v = deformasi pondasi bergeser secara horizontal

2.2.5 Perencanaan Dinding Geser

Dalam pemilihan lokasi dinding geser sebagai pemikul gaya horizontal, ada tiga tambahan aspek yang perlu diperhatikan yaitu:

1. Untuk tahan torsi, dinding geser sebanyak-banyaknya ditempatkan sekeliling bangunan.
2. Semakin besar beban gravitasi yang bekerja pada dinding geser, semakin sedikit tulangan lentur yang diperlukan, dan gaya semakin besar disalurkan ke pondasi untuk menahan momen guling.
3. Jika gaya horizontal terpusat pada satu atau dua dinding geser, maka gaya tersalur ke pondasi semakin besar sehingga ukuran pondasi semakin besar pula.

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 14.5.3.1, minimum tebal dinding geser (t) tidak disarankan kurang dari 100 mm.

$$t > \frac{1}{25} \times h$$

Kontrol kapasitas *shear wall* terhadap kombinasi beban aksial dan beban lentur. Adapun ketentuan untuk penulangan dinding geser adalah sebagai berikut:

1. Rasio minimum untuk luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton haruslah:

- 0,0012 untuk batang ulir \leq D16 dengan tegangan leleh yang di syaratkan \geq 420 Mpa.
- 0,0015 untuk batang ulir lainnya.
- 0,0012 untuk tulangan kawat las \leq ϕ 16 atau D16.

2. Rasio minimum untuk luas tulangan horizontal terhadap luas bruto beton haruslah:

- 0,0020 untuk batang ulir \leq D16 dengan tegangan leleh yang di syaratkan \geq 420 Mpa.
- 0,0025 untuk batang ulir lainnya.
- 0,0020 untuk tulangan kawat baja las (polos atau ulir) \leq ϕ 16 atau D16.

3. Kuat geser V_c dihitung berdasarkan persamaan berikut (SNI 2847:2013):

$$V_c = 0,27\lambda\sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

atau

$$V_c = \left[0,5\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0,1\lambda\sqrt{f'_c} + 0,2\frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

Keterangan:

h = tebal dinding geser.

l_w = panjang keseluruhan dinding.

d = 0,8

f'_c = mutu beton.

4. Pada dinding dengan ketebalan lebih besar daripada 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah, harus dipasang dua lapis tulangan di

masing-masing arah yang sejajar dengan bidang muka dinding dengan pengaturan sebagai berikut:

- Satu lapis tulangan yang terdiri dari tidak kurang dari pada setengah dan tidak lebih daripada sepertiga jumlah total tulangan yang dibutuhkan pada masing-masing arah, harus ditempatkan pada bidang yang berjarak tidak kurang daripada 50 mm dan tidak lebih dari sepertiga ketebalan dinding dari permukaan luar dinding.
 - Lapisan lainnya, yang terdiri dari sisa tulangan dalam arah tersebut diatas, harus ditempatkan pada bidang yang berjarak tidak kurang dari 20 mm dan tidak lebih dari sepertiga tebal dinding dari permukaan dalam dinding.
5. Jarak antara tulangan vertikal dan antara tulangan-tulangan horizontal tidak boleh lebih besar daripada tiga kali ketebalan dinding dan tidak pula lebih besar daripada 450 mm.
 6. Tulangan vertikal tidak perlu diberi tulangan pengikat transversal bila luas tulangan vertikal tidak lebih besar daripada 0,01 kali luas bruto penampang beton, atau bila tulangan vertikal tidak dibutuhkan sebagai tulangan tekan.
 7. Pada bukaan berupa jendela, pintu dan yang lainnya, dipasang minimal dua batang tulangan D16 pada dinding yang mempunyai dua lapis tulangan dan satu tulangan D16 untuk dinding dengan satu lapis tulangan pada ke dua arah.

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 14.3, bahwa:

1. Nilai perbandingan (rasio) minimal untuk luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton harus:
 - 0,0012 untuk jenis ulir \leq D 16 dengan tegangan luluh yang disyaratkan \geq 420Mpa.
 - 0,0015 untuk batang tulangan ulir lainnya.
 - 0,0012 untuk tulangan kawat las \leq ϕ 16 atau D16.

2. Nilai perbandingan (rasio) minimal untuk luas tulangan horisontal terhadap luas bruto beton harus:
- 0,0020 untuk tulangan batang ulir $\leq D 16$ dengan tegangan luluh yang disyaratkan $\geq 420\text{Mpa}$.
 - 0,0025 untuk tulangan batang ulir lainnya.
 - 0,0020 untuk jaring kawat baja las (polos atau ulir) $\leq \phi 16$ atau D 16.



2.3 PEMBEBANAN STRUKTUR

Dalam pembebanan yang perlu dihitung ialah beban gravitasi (beban vertikal) dan beban gempa lateral (beban horisontal). Beban vertikal meliputi beban mati dan hidup, lalu beban horisontal bisa berupa beban gempa dan beban angin. Struktur portal direncanakan terhadap beban horisontal akibat beban gempa saja karena perencanaan struktur beton bertulang beban gempa lebih dominan dibandingkan beban angin. Supaya konstruksi lebih aman maka dari analisa pembebanan inilah akan direncanakan untuk dapat menahan beban.

2.3.1 Beban Hidup

Live Load adalah beban yang diakibatkan oleh kegiatan diatas bangunan. Segala kegiatan yang ada diatas bangunan tak tentu, dikarenakan guna bangunan itu sendiri. Scheller (1989) memiliki statement bahwa; berat yang diakibatkan isi benda di dalamnya bisa disebut dengan istilah (*occupancy load*) atau berat penghunian.

2.3.2 Beban Mati

Dead Load ialah beban statis atau letaknya tidak berubah selama umur pemakaian bangunan. Beban mati umumnya disebut *selfweight* atau berat sendiri bangunan, bisa dikalkulasikan dengan akurat sesuai ukuran, bentuk, dan berat jenis material. Seperti contoh berat dinding, lantai, balok, langit-langit, dan sebagainya.

2.3.3 Kombinasi Beban Untuk Metode ultimit

Struktur dirancang dengan kuat hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi sebagai berikut:

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
5. $1,2 D + 1,0 E + L$
6. $0,9 D + 1,0 W$
7. $0,9 D + 1,0 E$

Keterangan :

D : Akibat beban mati

L : Akibat beban hidup

R : Akibat beban hujan

W : Akibat beban angin

E : Akibat beban gempa

Pengecualian :

Faktor beban untuk L pada kombinasi nomor 3,4, dan 5 boleh dipakai sama dengan 0,5 kecuali ruangan garasi, ruangan pertemuan, dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar dari pada 500 kg/m^2 .

2.4 BEBAN GEMPA

Peraturan SNI 1726 : 2012 sudah dijelaskan tahapan analisis gempa untuk konstruksi gedung tinggi. Tahapan ini menjadi acuan aman atau tidaknya struktur tersebut pada saat memperoleh beban gempa berdasarkan dari simpangan horizontal yang dihasilkan dibandingkan dengan simpangan horizontal yang disyaratkan. Analisa gempa berguna untuk mendapatkan informasi, apakah sistem struktur yang dipakai pada struktur tersebut mampu memikul beban gempa lateral.

2.4.1 Kategori Resiko Gempa dan Faktor Keutamaan Gempa

Tabel resiko gempa dikategorikan menjadi empat kategori resiko berdasarkan fungsi bangunan.

Tabel 2.1 Kategori Resiko Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki nsiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> ➤ Fasilitas pertanian, perkebunan, pertemakan, dan perikanan ➤ Fasilitas sernentara ➤ Gudang penyimpanan ➤ Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategon nsiko I,II,III,dan IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> ➤ Perumahan ➤ Rumah toko dan rumah kantor ➤ Pasar ➤ Gedung perkantoran ➤ Gedung apartemen/ rumah susun ➤ Pusat perbelanjaan mall ➤ Bangunan industn ➤ Fasilitas manufaktur ➤ Pabrik 	II
Gedung dan non gedung yang memiliki nsiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> ➤ Bioskop ➤ Gedung pertemuan ➤ Stadion ➤ Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat ➤ Fasilitas penitipan anak ➤ Penjara ➤ Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori nsiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau	III

<p>gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagahan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Pusat pembangkit listrik biasa ➤ Fasilitas penanganan air ➤ Fasilitas penanganan limbah ➤ Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Bangunan-bangunan monumental ➤ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan ➤ Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat ➤ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat ➤ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya ➤ Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat ➤ Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726:2012

2.4.2 Klasifikasi Situs

Dalam penyusunan kriteria desain seismik serta penetapan nilai besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan untuk suatu situs, perlu diklasifikasikan diawal. Dalam menetapkan kelas situs wajib melakukan observasi tanah di lokasi dan laboratorium, yang dilaksanakan oleh pakar desain geoteknik yang bersertifikat, dengan mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah. Jika dijumpai data tanah yang tidak mencapai spesifik pada situs sampai kedalaman 30 meter, maka sifat-sifat tanah harus diasumsi oleh seorang pakar geoteknik yang memiliki sertifikat keahlian dengan melampirkan laporan penyelidikan tanah sesuai kondisi geotekniknya. Apabila terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit pondasi dan permukaan batuan dasar, maka penetapan situs *SA* dan kelas situs *SB* tidak diperkenankan. Sesuai sifat-sifat tanah pada suatu situs, tanah harus digolongkan sebagai kelas situs *SA*, *SB*, *SC*, *SD*, *SE* atau *SF*. Apabila sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas dan tidak bisa ditentukan kelas situs-nya, maka kelas situs *SE* dapat digunakan kecuali bila instansi yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menetapkan kelas situs *SF*.

2.4.2.1 Definisi Kelas Situs

Jenis kelas situs ditentukan sesuai definisi pada tabel 2.3 dan pasal-pasal sebagai berikut :

Tabel 2.3 Definisi Kelas Situs

Kelas Situs	$\overline{V_s}$ (m/detik)	\overline{N} atau \overline{N}_{ch}	$\overline{S_u}$
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	> 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175 Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralinir $\overline{S_u} < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang Membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\overline{S_u} < 50$ kPa.		

Sumber: SNI 1726:2012

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.4.3 Koefisien situs dan parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE_R)

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 1 detik, S_s				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 \leq 0,2$	$S_1 \leq 0,3$	$S_1 \leq 0,4$	$S_1 \leq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726:2012

2.4.3.1 Kecepatan Rata-Rata Gelombang geser, V_s

Nilai $\overline{V_s}$ harus ditentukan sesuai formulasi berikut :

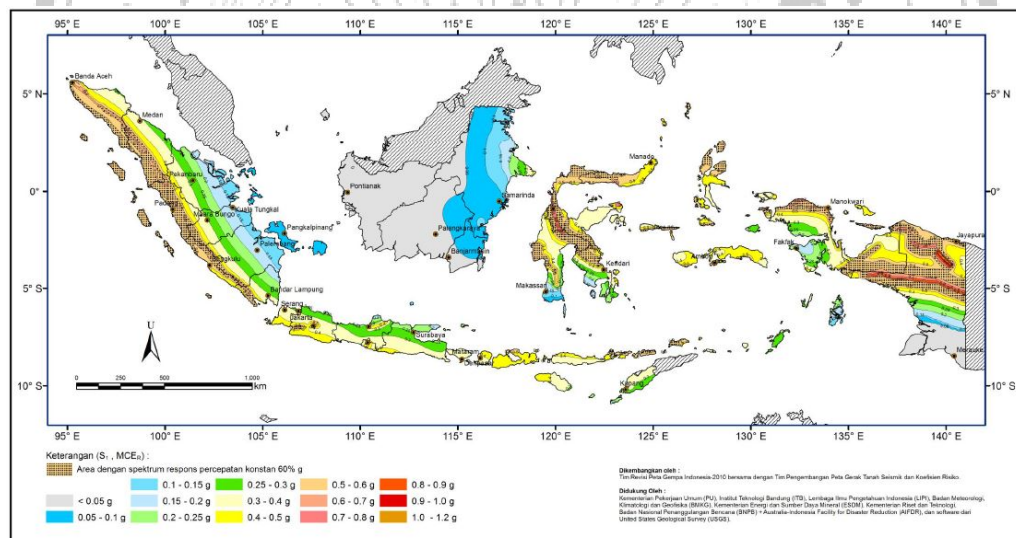
$$\overline{V_s} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{V_{si}}} \quad (2-1)$$

Keterangan :

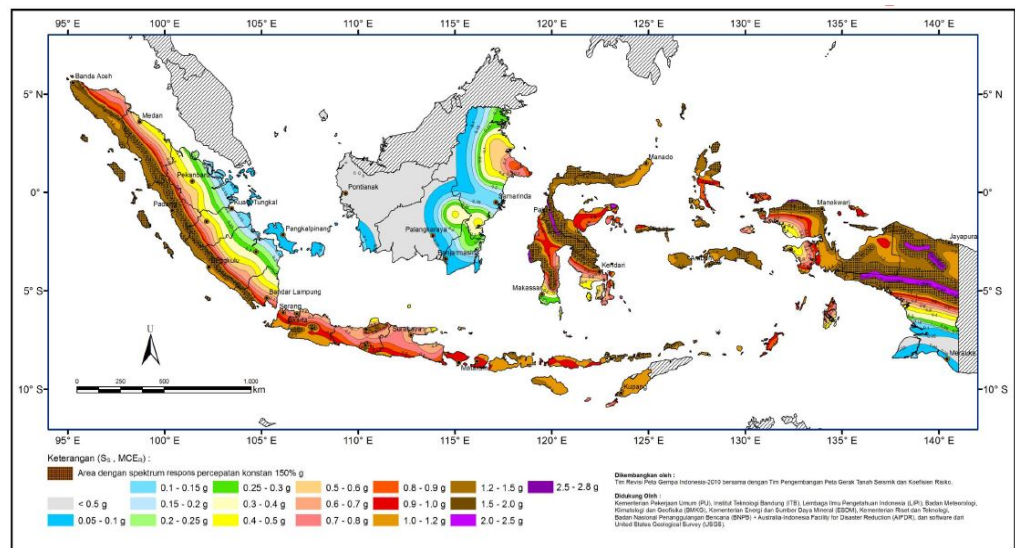
- di : tebal di setiap lapisan antara kedalaman 0 - 30 meter
 V_{si} : kecepatan gelombang geser lapisan i dinyatakan dalam meter per detik (m/detik)
 $i = \sum_{i=1}^n di = 30 \text{ meter}$

2.4.3.2 Peta Gempa Yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (McER)

Peta situasi gempa yang disyaratkan mempunyai dua variabel perioda 1 detik (S_1) dan percepatan pada perioda pendek (S_s), Seperti dibawah ini :



Gambar 2.9 S_1 Gempa maksimal yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R), kelas situs SB (Sumber: SNI 1726:2012)



Gambar 2.10 S_s Gempa maksimal yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R), kelas situs SB (Sumber: SNI 1726 2012)

2.4.4 Kategori Desain Seismik

Tabel 2.6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon Percepatan periode pendek (S_{DS})

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon Percepatan pada periode 1 detik (S_{D1})

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, SDS dan pada periode 1 detik, SD1 harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$\text{➤ } S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2-2)$$

$$\text{➤ } S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2-3)$$

Dengan:

$$\text{➤ } S_{MS} = f_a \cdot S_s \quad (2-4)$$

$$\text{➤ } S_{M1} = f_v \cdot S_1 \quad (2-5)$$

Dengan:

S_s dan S_1 didapat dari peta gempa

f_a dan f_v didapatkan dari koefisien situs

C_s = koefisien respon gempa

W = berat bangunan

2.4.5 Spektrum Respons Desain

Persyaratan yang harus dipenuhi dalam spektrum respons desain:

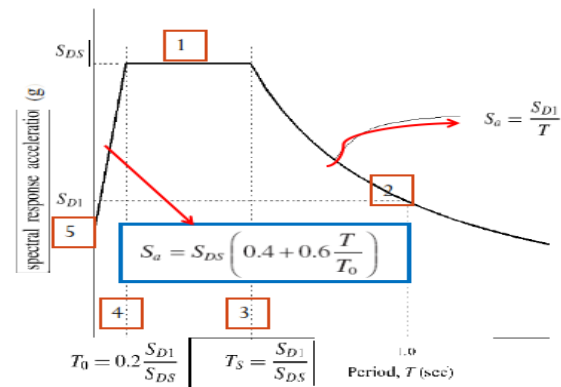
1. Untuk periode lebih kecil dari T_o , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil sesuai persamaan berikut ini :

$$S_a = S_{DS} \left[0.40 + 0.60 \frac{T}{T_o} \right] \quad (2-6)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_o dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} .

3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-7)$$



Gambar 2.11 *Spektrum Respons Desain*

Sumber: Konsep SNI Gempa 1726: 2012,

Dimana:

S_{DS} : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T : perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0.20 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-8)$$

$$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

2.4.6 Gaya Geser Dasar Akibat Gempa

Rumus besarnya gaya geser berdasarkan persamaan:

$$V = C_s \cdot W \quad (2-9)$$

Dimana:

C_s = koefisien respon gempa

W = berat bangunan

2.4.7 Koefisien respon Gempa

Koefisien respon gempa ditentukan dengan rumus persamaan:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{i_e}\right)} \quad (2-10)$$

Dengan:

S_{DS} = parameter percepatan spectrum desain

R = faktor modifikasi respon

i_e = faktor keutamaan gempa

2.4.8 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya lateral gempa (F_x) (kN) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari rumus persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2-11)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum (W_i h_i^k)} \quad (2-12)$$

Dimana :

C_{vx} = faktor distribusi *vertical*

V = gaya lateral desain total geser didasar struktur, kN

W_i dan W_x = berat efektif total struktur pada tingkat yang ditinjau.

h_i dan h_x = tinggi dasar struktur sampai tingkat yang ditinjau.

k = eksponen yang terkait periode struktur sebagai berikut:

$T \leq 0,5$ detik, maka $k = 1$; $T \geq 2,5$ detik, maka $k = 2$
Jika T antara $0,5 - 2,5$ detik, harus dilakukan dengan interpolasi.

2.4.9 Distribusi Horisontal Gaya Gempa

Gaya lateral gempa (V_x) (kN) yang terjadi disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2-13)$$

Keterangan :

F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dalam (kN).

2.4.10 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Defleksi pusat massa di tingkat x_i (δ_x) mm harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

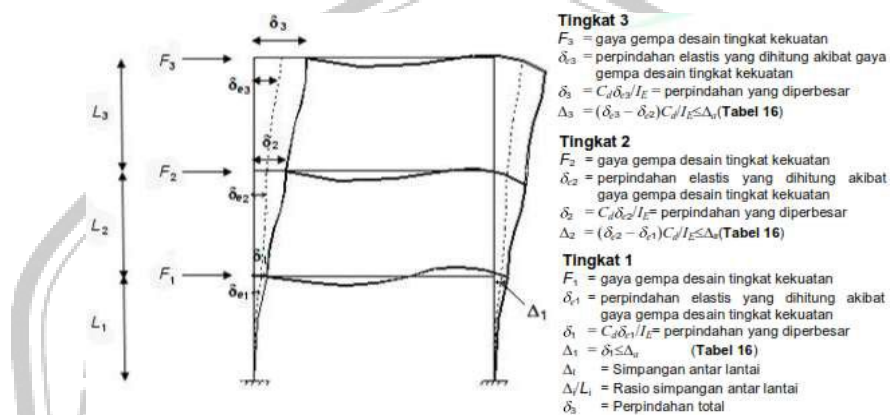
$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (2-14)$$

Keterangan :

C_d = faktor amflikasi

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang diisyaratkan

I_e = faktor keutamaan gempa



Gambar 2.12 Penentuan Simpangan Antar Lantai.

Sumber: SNI 1726: 2012

Tabel 2.8 Simpangan Antar Lantai Ijin, Δ_a

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Sumber: SNI 1726: 2012

2.4.11 Pengaruh Torsi

2.4.11.1 Torsi Bawaan

Distribusi gaya horizontal (lateral) di masing tingkat harus mempertimbangkan dampak torsi bawaan, M_t , yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya.

$$M_t = V_x \times e \quad (2 - 15)$$

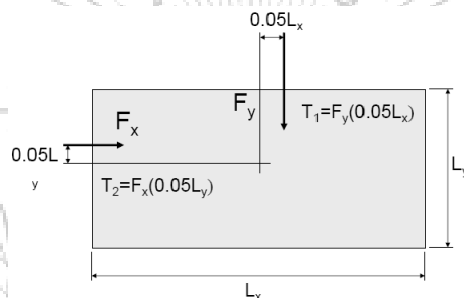
V_x = Gaya gempa tingkat x

e = Eksentrisitas tingkat x

2.4.11.2 Torsi Tak Terduga

Jika diafragma lentur (fleksibel), desain harus disertasi momen torsi bawaan (M_t) (kN) yang dihasilkan dari titik massa struktur ditambah momen torsi tak terduga (M_{ta}) (kN) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diestimasi pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

Jika gaya gempa diterapkan secara bersamaan dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan dampak yang lebih besar.



Gambar 2.13 Torsi Tak Terduga

Sumber: Konsep SNI Gempa 1726 : 2012

2.4.11.3 Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

Struktur yang direncanakan untuk kategori *design* seismik C, D, E, dan F, dimana tipe 1a atau 1b ketidak beraturan torsi harus memiliki pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x) yang ditentukan dari persamaan berikut :

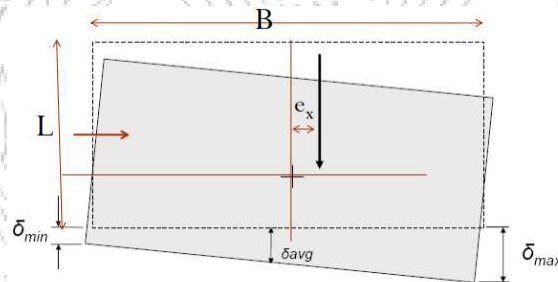
$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (2-16)$$

Dimana:

δ_{\max} : perpindahan maksimal di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ mm

δ_{avg} : rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ mm

Faktor pembesaran torsi (A_x) tidak disyaratkan melebihi 3.00. pembebanan yang lebih beresiko untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk *control* desain.



Gambar 2.14 Pembesaran Torsi Tak Terduga.

Sumber: Konsep SNI Gempa 1726: 2012

2.4.12 Geser Dasar Minimum Untuk Menghitung Simpangan Antar Lantai

Dalam menentukan kesesuaian dengan batasan simpangan antar lantai tingkat dalam, diijinkan untuk menentukan simpangan antar lantai elastis (δ_{xe}), menggunakan gaya desain seismik berdasarkan pada periode fundamental struktur yang dihitung tanpa batasan atas ($C_u T_a$) yang ditetapkan.

2.5 Perencanaan Tulangan dinding Geser.

2.5.1 Persyaratan Tulangan

Perencanaan tulangan geser harus disusun dalam pemasangan dua arah tegak lurus pada bidang dinding. Rasio tulangan minimum untuk arah vertikal dan horizontal ditentukan sebagai berikut:

- Apabila gaya geser desain, $V_u > 0,083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$, rasio penulangan ρ_l dan ρ_t tidak boleh kurang dari 0,0025

$$0.0025 \leq \begin{cases} \rho_l = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \\ \rho_t = \frac{A_{sh}}{A_{ch}} \end{cases} \quad (2-17)$$

$$\rho_t = \frac{A_{sh}}{A_{ch}} \quad (2-18)$$

Dengan

ρ_l = rasio luasan tulangan yang tersebar pada bidang yang tegak lurus bidang A_{cv} , terhadap luasan gross beton A_{cv}

ρ_t = rasio luasan tulangan yang tersebar pada bidang yang parallel bidang A_{cv} , terhadap luasan gross beton yang tegak lurus terhadap tulangan tersebut

- Apabila gaya geser desain, $V_u < 0,083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$, maka dapat digunakan rasio tulangan minimum seperti pada dinding struktural biasa sesuai pasal 14.3 SNI 2847-2013.
- Jarak tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm.
- Paling sedikit harus dipasang tulangan dalam dua lapis apabila $V_u > 0,17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$

2.5.2 Kuat Geser

Kuat geser pada *shear wall* dikatakan mencukupi apabila dijumpai keadaan berikut:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2-19)$$

Dimana :

V_u = Gaya geser terfaktor

V_n = Kuat geser nominal *shear wall*

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

Kuat geser nominal dinding struktural ditentukan dalam SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1, yang menjelaskan:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (2-20)$$

Dimana :

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \geq 2,0$$

= bervariasi secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk $\frac{h_w}{l_w}$ antara 1,5 dan 2,0

h_w = tinggi dinding

l_w = panjang dinding

2.5.3 Desain Untuk Torsi

Kekuatan momen torsi menurut pasal 11.5.3.1 (b) SNI 2847 – 2013

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh} d}\right) \leq \phi \left(\left(\frac{V_c}{b_w d}\right) + 0,66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (2-21)$$

Dimana :

V_u = Gaya geser terfaktor

T_u = Gaya torsi terfaktor

b_w = Tebal *shear wall*

A_{oh} = Luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi

d = Jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan

f'_c = Kuat tekan beton

P_h = Keliling garis pusat tulangan torsi

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

Menurut pasal 11.5.3.5 SNI 2847 – 2013 jika T_u melebihi torsi terkecil yang terdeteksi, maka desain penampang harus dihitung berdasarkan pada :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (2-22)$$

menurut pasal 11.5.3.7 SNI 2847 – 2013 luas tulangan

longitudinal untuk menahan torsi, A_t , tidak boleh kurang dari :

$$A_t = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt} \cot \theta} \times s \quad (2-23)$$

Dimana :

T_n = Gaya torsi nominal

f_{yt} = Kekuatan leleh tulangan

A_o = Luas bruto

s = Spasi tulangan

θ = Sudut antara sumbu strat

2.6 BETON BERTULANG

Beton adalah material konstruksi yang komposisinya terdiri dari campuran pasir, kerikil, batu pecah, semen serta air. Terdapat beberapa jenis bahan *additive* (tambahan) yang dicampurkan ke dalam campuran tersebut bertujuan untuk meningkatkan sifat-sifat dari beton, diantaranya seperti untuk *workability*, *durability*, serta proses pengerasan beton.

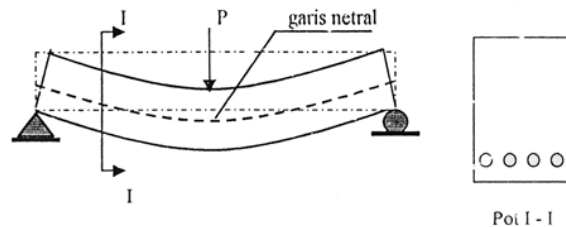
Campuran beton seiring dengan berjalannya usia akan menjadi lebih keras seperti batuan, dan mempunyai kuat tekan tinggi, namun kelemahan beton tak cukup kuat menahan tarik. Beton bertulang merupakan perpaduan antara beton dengan tulangan baja, yang saling menahan beban yang ada. Tulangan baja berperan sebagai kuat tarik yang tidak dimiliki oleh struktur beton. Selain itu tulangan baja juga memiliki peran dalam memikul beban tekan, seperti yang digunakan pada kolom beton.

2.6.1 Balok

Balok beton polos tidak efisien diaplikasikan sebagai komponen struktur lentur akibat kuat tariknya jauh lebih kecil dari pada kuat tekannya. Untuk sebab inilah tulangan baja diletakan pada bagian penampang yang mengalami tegangan tarik, sedekat mungkin dengan serat tarik terluar dari balok beton.

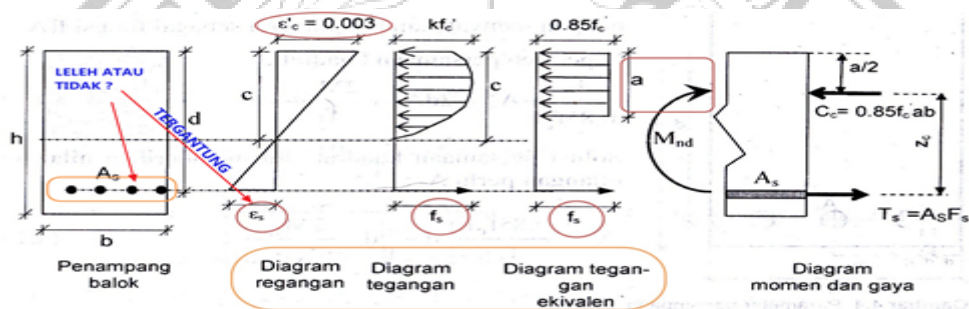
Pada suatu balok beton bertulang, gaya tarik yang terjadi sebagai akibat dari momen lentur dipikul oleh tulangan baja, sedangkan beton sendiri bekerja memikul gaya tekan yang terjadi. Perilaku tersebut bisa saja terjadi dengan asumsi bahwa susunan tulangan baja dan beton terdapat lekatan yang baik untuk mencegah terjadinya slip antara tulangan baja dan beton. Maka untuk mendapatkan lekatan yang baik digunakan tulangan baja ulir.

Sebagai gambaran fungsi beton dan tulangan baja diperlihatkan pada gambar 2.15 yaitu balok sederhana di atas dua tumpuan.



Gambar 2.15 Balok Menerus

Dari gambar diatas terlihat bahwa akibat beban P yang bereaksi di atas balok tersebut maka balok mengalami lentur sehingga bagian atas dari garis netral penampang mengalami tekan dan bagian bawah garis netral penampang mengalami tarik.



Gambar 2.16 Diagram Tegangan Regangan Balok Beton Bertulang.

Retak-retak rambut arah melintang di daerah tarik di dekat tumpuan baja tarik dalam batas-batas tertentu masih diizinkan. Hal ini dikarenakan beton tidak cukup kuat menahan tarik. Selama beban retak yang terjadi masih dibawah lebar retak yang diijinkan maka retak tersebut tidak mempengaruhi kekuatan struktur.

2.6.1.1 Faktor Reduksi Kekuatan

Kuat nominal dari suatu komponen struktur yang dihitung mengacu tata cara yang berlaku, harus dikalikan dengan suatu faktor reduksi yang besarnya kurang dari satu. Hasil perkalian antara kuat nominal dengan faktor reduksi diartikan dengan istilah kuat rencana. Penggunaan faktor reduksi dilakukan dengan meninjau beberapa hal berikut:

1. Untuk menghindari hal yang tidak terduga dari kuat nominal penampang akibat dimensi material, serta ketidak akuratan persamaan-persamaan dalam perencanaan.
2. Untuk menggambarkan tingkat daktilitas dan keandalan komponen struktur akibat efek yang diakibatkan oleh beban kerja.
3. Untuk menggambarkan tingkat kepentingan suatu komponen struktur.

Dalam SNI 2847:2013 Pasal 9.3 digunakan beberapa nilai faktor reduksi kekuatan, ϕ , sebagai berikut:

Untuk penampang terkendali Tarik $\phi = 0.90$

Untuk penampang terkendali tekan

a. Dengan tulangan spiral $\phi = 0.75$

b. Tulangan non-spiral $\phi = 0.65$

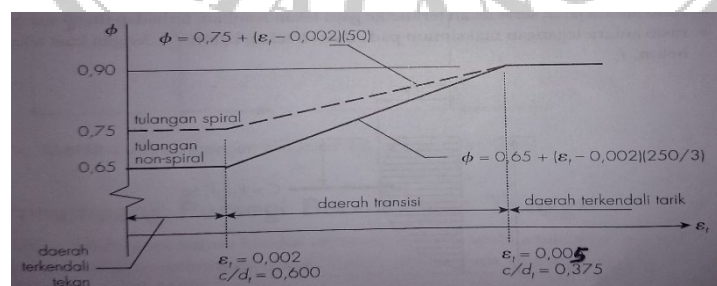
Untuk geser dan puntir $\phi = 0.75$

Untuk tumpu pada beton $\phi = 0.65$

Untuk penampang pada daerah transisi, nilai ϕ diselesaikan dengan menggunakan cara interpolasi linear antara 0,65 (atau 0,70) dan 0,9. Gambar 2.16 menunjukkan variasi nilai ϕ untuk tulangan baja $f_y = 400$ MPa, sedangkan persamaan garis pada daerah transisi tersebut adalah sebagai berikut:

$$\phi = 0,75 + (\epsilon_t - 0,002)(50) \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_t - 0,002)\left(\frac{250}{3}\right) \quad (\text{untuk tulangan non - spiral})$$



Gambar 2.17 Variasi nilai ϕ terhadap ϵ_t untuk $F_y = 400$ MPa

2.6.1.2 Distribusi Tegangan Tekan Ekuivalen

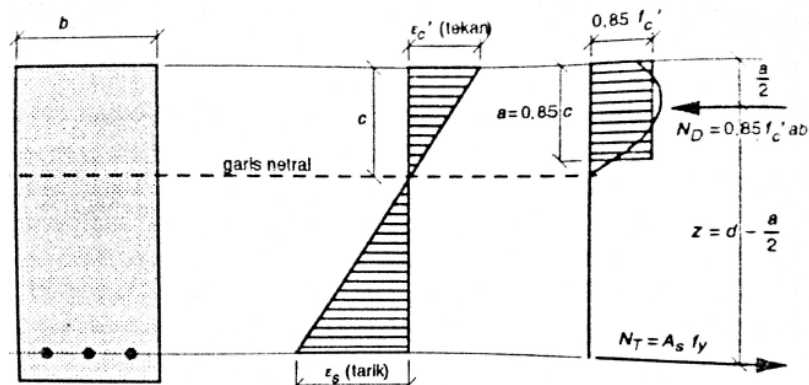
Relasi antara tegangan, regangan dan tekan beton bisa dihitung berdasarkan kurva pengujian tegangan-regangan, atau bisa diasumsikan memiliki bentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lain yang mampu menggambarkan kuat lentur penampang. Sebagai penyederhanaan dalam analisa maupun desain penampang beton, maka dalam SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7, diizinkan untuk memakai distribusi balok tegangan ekuivalen dengan bentuk persegi panjang untuk perhitungan kuat lentur nominal. Model balok tegangan tersebut dikenal sebagai blok tegangan Whitney, yang pertama kali diperkenalkan dalam jurnal ACI tahun 1937. Blok tegangan tersebut didefinisikan sebagai berikut:

1. Tegangan tekan merata sebesar $0,85f'_c$ diasumsikan tersebar merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepu penampang dan suatu garis lurus yang sejajar sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat beton yang mengalami regangan tekan maksimum.
2. Jarak c dari serat dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur tegak lurus sumbu tersebut.
3. Faktor β_1 dapat dihitung sebagai berikut:
 - a. Untuk kuat tekan beton, f'_c kurang atau sama dengan 28 Mpa
$$\beta_1 = 0.85 \quad (2 - 24)$$
 - b. Untuk $28\text{Mpa} < f'_c < 56 \text{ Mpa}$
$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 28}{7} \quad (2 - 25)$$
 - c. Untuk f'_c lebih dari 56 Mpa
$$\beta_1 = 0.65 \quad (2 - 26)$$

Untuk suatu daerah tekan persegi dengan lebar b dan tinggi sumbu netral c maka resultan gaya tekan yang terjadi adalah:

$$C = 0.85f'_c b \beta_1 c = 0.85\beta_1 f'_c b c \quad (2 - 27)$$

2.6.1.3 Penampang Persegi Bertulangan Tunggal



Gambar 2.18 Penampang Persegi Pada Kondisi Seimbang

Dari diagram regangan diatas apabila dengan menggunakan perbandingan akan didapat hubungan berikut:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \quad (2-28)$$

atau jika E_s diambil sebesar 200.000 Mpa, maka:

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d \quad (2-29)$$

Selanjutnya dengan menggunakan persamaan kesetimbangan gaya, maka dapat dituliskan:

$$C = T$$

$$0.85 f_c' a_b b = A_{sb} f_y \quad (2-30)$$

Atau jika dituliskan untuk nilai a_b ;

$$a_b = \frac{A_{sb} \times f_y}{0.85 f_c' b} \quad (2-31).$$

Istilah rasio tulangan seimbang, ρ_b merupakan persentase tulangan yang dibutuhkan untuk menghasilkan kondisi seimbang. Nilai ρ_b sama dengan luas tulangan baja dibagi dengan luas penampang efektif:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \times d} \quad (2-32)$$

Dengan:

b = lebar penampang yang mengalami tekan

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan baja tarik

Persamaan diatas disubstitusikan, maka:

$$0.85f'_c a_b b = f_y \rho_b b d \quad (2-33)$$

atau

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2-34)$$

Secara umum, momen nominal dari suatu balok persegi bertulangan tunggal didapat dengan cara mengalikan nilai C atau T .

$$M_n = 0.85f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-35)$$

Untuk mendapatkan besarnya kuat rencana, ϕM_n , maka kuat momen nominal, ϕM_n , harus direduksi dengan cara dikalikan dengan faktor reduksi ϕ :

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s \times f_y}{1.7 f'_c \times b} \right) \quad (2-36)$$

Regangan penampang pada kondisi seimbang diperoleh persamaan:

$$c = \frac{\rho_b \times f_y d}{0.85 f'_c \beta_1} \quad (2-37)$$

Dalam desain komponen struktur lentur lainnya, batas maksimum rasio tulangan dapat diambil dengan menggunakan nilai $\varepsilon_t = 0,005$, sehingga dapat dirumuskan:

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,0003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \quad (2 - 38)$$

Jika tulangan baja memiliki mutu $f_y = 400$ MPa dan $E_s = 200.000$ Mpa, maka $\rho_{maks} = 0,625\rho_b$. Dengan menggunakan batasan tersebut, maka penampang akan diklasifikasikan sebagai penampang terkendali tarik, dan nilai faktor reduksi ϕ dapat diambil sebesar 0,9. Sedangkan balok atau komponen struktur dengan $\rho > \rho_{maks}$, akan memperoleh ε_t yang kurang dari 0,005. Pasal 10.3 dari SNI 2847:2013 mensyaratkan nilai ε_t tidak boleh kurang dari 0,004, untuk menjamin tingkat daktilitas serta memperlihatkan tanda-tanda yang nampak secara visual sebelum terjadi keruntuhan. Bila nilai ε_t diambil sebesar 0,004, maka persamaan menjadi:

$$\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0,003 + f_y / E_s}{0,007} \quad (2 - 39)$$

Untuk $f_y = 400$ Mpa dan $E_s = 200.000$ Mpa, maka $\rho_{maks_t} = 0,714\rho_b$. Namun faktor ϕ , tidak dapat diambil sebesar 0,9, karena penampang berada pada daerah transisi, untuk penampang dengan tulangan non spiral, maka nilai ϕ pada daerah transisi adalah sebesar:

$$\begin{aligned} \phi_t &= 0,65 + (\varepsilon_t - 0,002) \left(\frac{250}{3} \right) = \\ &0,65 + (0,004 - 0,002)(250/3) = 0,817 \quad (2 - 40) \end{aligned}$$

2.6.1.4 Penampang Persegi Bertulangan Rangkap

Suatu penampang balok beton bertulang dirancang mempunyai tulangan untuk menahan tarik dan tulangan untuk menahan tekan. istilah beton rangkap adalah penggunaan tulangan tekan dijumpai pada daerah momen negatif dari sebuah balok menerus atau di tengah bentang dari suatu balok yang cukup panjang dan memikul beban yang berat serta memiliki persyaratan kontrol lendutan cukup ketat. Atau juga sering ditemui pada kasus dimana tinggi balok dibatasi untuk mengakomodasi kebutuhan arsitektural.

Namun dengan demikian ada empat manfaat yang didapat dengan menyertakan tulangan tekan pada penampang sebuah balok beton bertulang, yaitu:

1. Mengurangi lendutan jangka panjang.
2. Meningkatkan tingkat daktilitas.
3. Menghasilkan kebutuhan tarik pada struktur.
4. Memudahkan dalam fabrikasi.

2.6.1.5 Tulangan Tekan Sudah Luluh

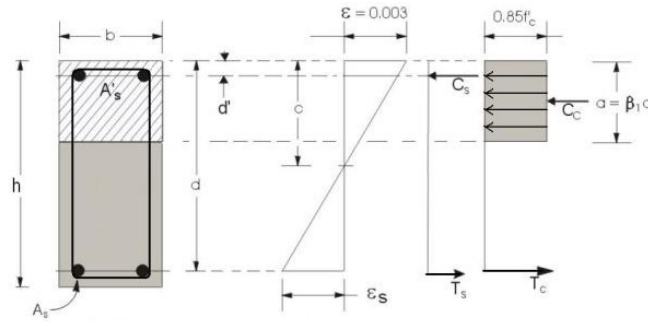
Momen M_{u1} merupakan momen yang diperoleh dari balok bertulangan tunggal sebagai berikut:

$$T_1 = C_c \quad (2-41)$$

$$A_{s1}f_y = 0,85f'_c ab \quad (2-42)$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} \quad (2-43)$$

$$M_{u1} = \phi A_{s1}f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-44)$$



Gambar 2.19 Penampang Persegi Dengan Tulangan Rangkap dan Diagram Regangan

Syarat batasan tulangan untuk A_{s1} , adalah bahwa harus dipenuhi $\rho_1 (= A_{s1}/bd) < \rho_{maks}$ untuk penampang terkendali tarik dari balok bertulangan tunggal. selanjutnya M_{u2} dapat dihitung dengan mengasumsikan tulangan tekan, A_s' sudah luluh:

$$M_{u2} = \phi A_{s2} f_y (d - d') = \phi A_s' f_y (d - d') \quad (2-45)$$

Dalam hal ini $A_{s2} = A_s'$, memperoleh gaya yang sama besar namun berlawanan arah seperti ditunjukkan pada gambar 2.19. dan akhirnya momen nominal total dari suatu balok bertulangan rangkap diperoleh dengan menjumlahkan M_{u1} dan M_{u2} :

$$\phi M_n = M_{u1} + M_{u2} = \phi \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (2-46)$$

Luas total tulangan baja tarik yang digunakan adalah jumlah dari A_{s1} dan A_{s2} , sehingga:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A_s' \quad (2-47)$$

atau

$$A_{s1} = A_s - A_s' \quad (2-48)$$

Serta didapatkan syarat untuk batas maksimum rasio tulangan:

$$(\rho - \rho') < \rho_{maks} = \rho_b \left(\frac{0.003 + f_y/E_s}{0.008} \right) \quad (2-49)$$

Dalam analisis yang sudah dilakukan, dipakai asumsi bahwa tulangan tekan sudah mengalami luluh. Dari gambar 2.19, apabila tulangan tekan sudah luluh maka dipenuhi:

$$\epsilon_s' \geq \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2-50)$$

Dari kesamaan segitiga di atas sumbu netral, serta dengan menggunakan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$, maka:

$$\frac{c}{d'} = \frac{0,003}{0,003 - \frac{f_y}{E_s}} = \frac{600}{600 - f_y} \text{ atau } c = \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) d' \quad (2-51)$$

syarat pemeriksaan apakah tulangan tekan sudah mengalami leleh atau belum, yaitu:

$$(\rho - \rho') \geq 0,85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) = K \quad (2-52)$$

2.6.1.6 Tulangan Tekan Belum Luluh

Dengan memperhitungkan luas beton yang ditempati oleh tulangan baja, maka dapat ditetapkan rumusan untuk besarnya gaya tekan pada tulangan, C_s , dan gaya tekan pada beton, C_c , sebagai berikut:

$$C_s = A'_s(f'_s - 0,85f'_c) = A'_s \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f'_c \right] \quad (2-53)$$

$$C_c = 0,85f'_c\beta_1cb \quad (2-54)$$

Karena $T = A_s f_y = C_s + C_c$, maka:

$$A_s f_y = 0,85f'_c\beta_1cb + A'_s \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f'_c \right] \quad (2-55)$$

Apabila diturunkan kembali, maka persamaan di atas dapat dituliskan dalam bentuk:

$$(0,85f'_c\beta_1b)c^2 + [(600A'_s) - (0,85f'_cA'_s) - A_s f_y]c - 600A'_s d' = 0 \quad (2-56)$$

Dengan diketahuinya c , f'_c , a , C_c , dan C_s dapat dihitung, demikian pula dengan kuat momen rencana penampang:

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \quad (2-57)$$

Bila tulangan tekan belum luluh, $f'_s < f_y$, maka luas ntal tulangan tarik yang dibutuhkan untuk suatu penampang persegi adalah:

$$\text{Maks } A_s = \rho_{maks} bd + A'_s \frac{f'_s}{f_y} = bd \left(\rho_{maks} + \frac{\rho' f'_s}{f_y} \right) \quad (2-58) \text{ Atau}$$

jika dinyatakan dalam rasio tulangan, dapat dibagi dengan bd :

$$\text{Maks } \rho = \text{Maks } A_s / bd \leq \rho_{maks} + \frac{\rho' f'_s}{f_y}, \text{ atau } \left(\rho - \rho' \frac{f'_s}{f_y} \right) < \rho_{maks} \quad (2-59)$$

2.6.2 Pelat

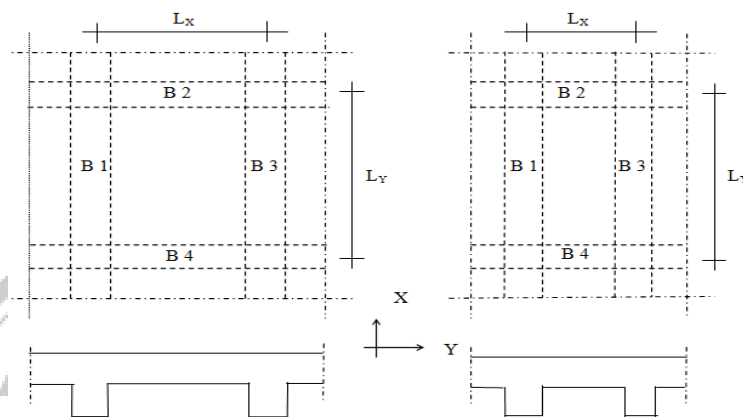
Pelat beton dirancang untuk menyediakan komponen permukaan horizontal yang rata pada lantai konstruksi, jembatan, atap atau jenis struktur lainnya. Pelat beton sendiri mampu ditahan oleh dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak secara langsung diatas permukaan tanah (*slab on ground*). Pada dasarnya perwujudan struktur balok- pelat, umunya dilakukan pengecoran secara bersamaan agar menghasilkan suatu kesatuan struktur yang monolit. Ketebalan dari pelat umumnya lebih kecil dibandingkan dengan ukuran betangnya.

2.6.2.1 Pelat Satu Arah

Jika sistem pelat hanya ditopang di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan disalurkan oleh pelat dalam satu arah saja yakni arah tumpuan. Pelat ini disebut dengan pelat satu arah. Apabila pelat tertumpu di keempat sisinya, dan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, dan pelat akan menjadi sistem pelat satu arah. Sistem pelat satu arah cocok digunakan pada bentangan 3-6 meter, dengan beban hidup sebesar 2,5-5 kN/m².

2.6.2.2 Pelat Dua Arah

Struktur gedung beton bertulang dengan model cetak dilokasi dapat terdiri dari pelat lantai menerus yang dicetak menjadi satu kesatuan monolit dengan balok-balok pemikulnya. Pelat adalah elemen horizontal yang beban hidup dan beban mati didistribusikan ke balok dan kolom pada struktur.



Gambar 2.20 Pelat Satu Arah dan Pelat Dua Arah

SNI 2847-2013 memberikan persyaratan pelat tanpa balok interior yang membentang diantara tumpuan dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari 2, tebal minimalnya harus memenuhi ketentuan:

Tabel 2.9 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan Leleh, f_y MPa	Tanpa Penebalan			Dengan Penebalan		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir		Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

2.6.3 Metode Desain Sistem Plat Datar

2.6.3.1 Metode Desain Sistem langsung (*Direct Design Method*)

Metode perencanaan langsung merupakan salah satu cara yang dapat digunakan untuk menganalisis pelat dua arah (dalam hal ini adalah pelat datar). Dalam metode desain langsung terdapat pembatas-pembatas sebagai berikut (Edward.G.Nawy, P.E):

1. Pada masing-masing arah, minimum ada tiga bentang menerus.
2. Perbandingan antara bentang yang panjang dengan yang pendek pada satu panel tidak boleh melebihi 2.0.
3. Panjang bentang yang bersebelahan dalam masing-masing arah tidak boleh berbeda lebih dari sepertiga bentang yang panjang.
4. Kolom dapat mempunyai *offset* maksimum 10% dari bentang dalam arah *offset* dari kedua sumbu antara garis pusat kolom yang bersebelahan.
5. Semua beban hanya akibat beban gravitasi dan terbagi merata diseluruh panel. Beban hidup tidak boleh melebihi tiga kali beban mati.
6. Apabila panel tersebut ditumpu oleh balok pada semua sisinya, maka kekakuan balok dalam dua arah yang saling tegak lurus tidak boleh kurang dari 0.2 dan tidak boleh lebih besar dari 5.0.

2.6.3.1.1 Momen Statis Terfaktor Total Untuk Suatu Bentang

Momen statis terfaktor total M_o , untuk suatu bentang harus ditentukan pada suatu lajur yang dibatasi secara leteral oleh garis pusat panel pada setiap sisi garis pusat tumpuan. Jumlah mutlak momen terfaktor positif dan negatif rata-rata dalam setiap arah tidak boleh kurang dari:

$$M_o = \frac{q_u \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} \quad (2 - 60)$$

Dimana l_n adalah bentang bersih dalam arah momen-momen tersebut ditentukan.

2.6.3.1.2 Momen Terfaktor Negatif dan Positif

Momen terfaktor negatif harus terletak pada muka tumpuan persegi. Pendukung bulat atau berbentuk polygon harus diperlakukan sebagai tumpuan bujursangkar dengan luas yang sama.

Pada bentang interior, momen statis total, M_o harus didistribusikan sebagai berikut:

$$\text{Momen terfaktor negatif} = 0,65$$

$$\text{Momen terfaktor positif} = 0,35$$

Pada bentang ujung, momen statis terfaktor total M_o , harus didistribusikan sebagai berikut:

Tabel 2.10 Distribusi Momen Total Terfaktor

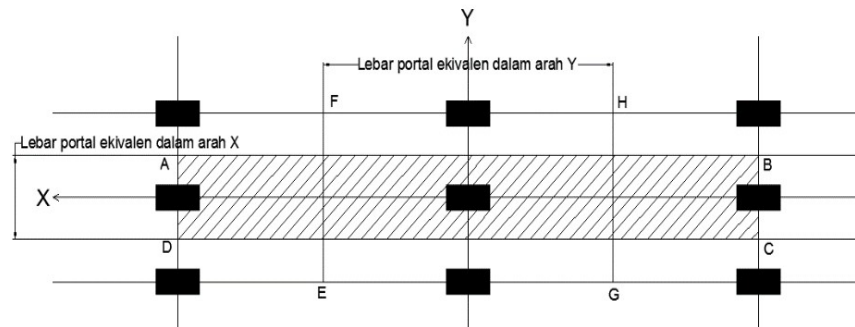
	(1)	(2)	(3) (4)		(5)
	Tepi eksterior tak-terkekang	Slab dengan balok diantara semua tumpuan	Slab tanpa balok diantara tumpuan interior	Tanpa balok tepi Dengan balok tepi	Tepi eksterior terkekang penuh
Momen terfaktor negatif interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen terfaktor positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen terfaktor negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

2.6.3.2 Metode Portal Ekuivalen (*Equivalent Frame Method*)

Untuk menganalisis beban horizontal, metode portal ekuivalen berbeda dengan metode desain langsung yang hanya dalam perhitungan momen-momen longitudinal sepanjang portal kaku ekuivalen. Pada metode perencanaan langsung hanya dapat digunakan apabila beban merata yang bekerja adalah seragam, dan jarak antar kolom penampang pelat seragam juga. Selain kondisi itu, maka metode perencanaan langsung tidak akan memberikan hasil yang memuaskan. Oleh karena itu sebagai alternatif untuk menentukan gaya-gaya dalam pada sistem struktur pelat, dapat digunakan metode portal ekuivalen.

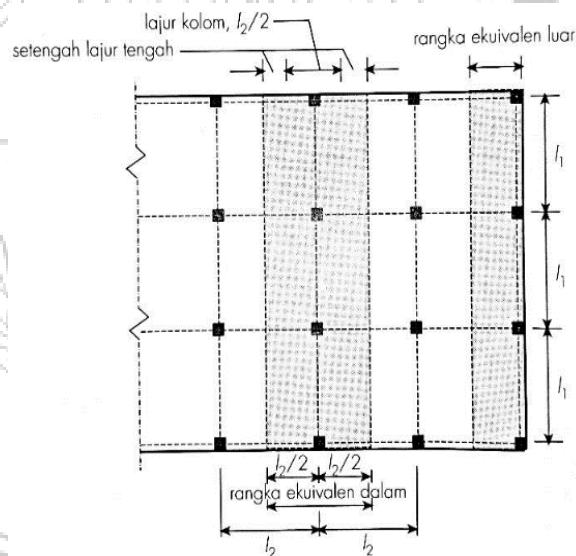
Analisa dengan menggunakan metode portal ekuivalen dilakukan dengan batasan-batasan sebagai berikut:

1. Bangunan harus selalu dianggap berdiri dari bingkai serta pada garis kolom yang diambil dalam arah longitudinal dan transversal bangunan.
2. Frame yang terdiri dari deretan kolom atau jalur penyangga dan pelat-balok, terbatas pada arah lateral oleh diameter panel yang terletak disetiap sisi sumbu kolom atau tumpuan.
3. Kolom atau tumpuan dianaggap terkait dengan jalur balok-balok oleh komponen memutar yang arahnya dapat melintang ke arah bentang pada saat itu dan meluas ke garis tengah panel disetiap sisi kolom.
4. Jarak yang berdekatan dan sejajar terhadap suatu tepi dibataskan oleh tepi tersebut dan garis tengah panel yang berada didekatnya.
5. Setiap frame yang setara dapat dianalisis secara keseluruhan sebagai alternatif untuk perhitungan karena beban gravitasi, setiap lantai dan atap bisa dianalisis secara terpisah dengan mengasumsikan bahwa ujung-ujung kolom terjepit.
6. Ketika komponen struktur dianalisis secara terpisah, dalam menentukan momen pada tumpuan dapat diasumsikan bahwa tumpuan jauh pada dengan dua bentang berikutnya.



Gambar 2.21 Gambar Pelat Ekuivalen.

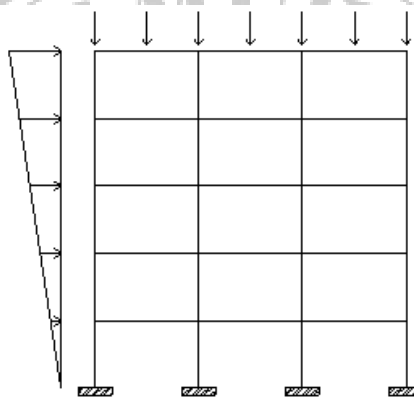
Asumsi yang digunakan dalam analisa adalah bahwa bidang vetikal memotong simetri seluruh segi empat dalam denah bangunan bertingkat, baik arah x maupun arah y ditengah-tengah jarak kolom. Dengan potongan ini diperoleh sebuah portal (*frame*) dalam arah x maupun arah y. solusi yang berupa portal ideal terdiri dari balok horizontal atau *slab* ekuivalen dan kolom-kolom tumpuannya memungkinkan *slab* dihitung sebagai bagian dari balok pada portal tersebut.



Gambar 2.22 Denah lajur kolom dan lajur tengah portal ekuivalen.

2.7 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Menurut SNI: 1726 - 2012 SRPM adalah *system* struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berguna untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme elastis. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



Gambar 2.23 Sistem Rangka Pemikul Momen

Berdasarkan SNI: 2847 - 2013, perencanaan pembangunan bangunan bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat, maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dari SNI: 2847 - 2013 pasal 21.5.

Integritas struktur dalam rentang waktu perilaku in-elastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang ditentukan oleh SNI: 1726 - 2012 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih *energy* beban gempa harus mampu disalurkan dan diterima oleh struktur yang berkaitan dalam membentuk kemampuan berdeformasi secara in-elastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detail yang diatur dalam SNI: 2847-2013.

2.7.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

2.7.1.1 Komponen Struktur Lentur Rangka Pemikul Momen Khusus

2.7.1.1.1 Tulangan Longitudinal

1) Pada setiap irisan penampang komponen struktur lentur:

- Jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari:

$$A_s = \frac{0,25\sqrt{f_{c'}}}{f_y} b_w d \quad (2 - 61)$$

Tidak boleh kurang dari $1,4b_wd/f_y$

- Rasio tulangan ρ tidak boleh lebih dari **0,025**.
 - Sekurang-kurangnya harus ada 2 batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah yang dipasang secara menerus.
- 2) Kekuatan momen positif pada muka *joint* harus tidak kurang dari 1/2 kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka *joint* tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sembarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari *joint* tersebut.
- 3) Sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melewati tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $d/4$ dan 100 mm.

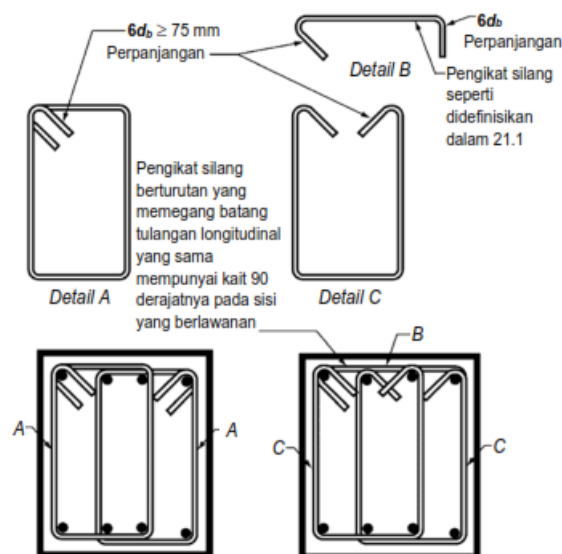
Sambungan lewatan tidak boleh digunakan:

- (a) Dalam *joint*;
- (b) Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka *joint*; dan
- (c) Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.

2.7.1.1.2 Tulangan Transversal

- 1) Sengkang harus ditempatkan pada komponen struktur rangka pada daerah-daerah dibawah ini:
 - (a) Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, dikedua ujung komponen struktur lentur;
 - (b) Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastic rangka.
- 2) Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), dan (c):
 - (a) $d/4$;
 - (b) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang disyaratkan;
 - (c) 150 mm
- 3) Bila sengkang tertutup diperlukan, batang tulangan lentur utama yang terdekat ke muka Tarik dan tekan harus memiliki tumpuan lateral yang memenuhi syarat. Spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal tidak boleh lebih dari 350 mm. Tulangan kulit yang disyaratkan tidak perlu tertumpu secara lateral.
- 4) Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur.

- 5) Sengkang atau pengikat yang diperlukan untuk menahan geser harus berupa sengkang sepanjang panjang komponen struktur.
- 6) Sengkang pada komponen struktur lentur diizinkan terbentuk dari dua potong tulangan: sebuah sengkang yang mempunyai kait gempu pada kedua ujungnya dan ditutup oleh pengikat silang. Pengikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan memanjang yang sama harus memiliki kait 90 derajatnya pada sisi komponen struktur lentur yang berlawanan. Jika batang tulangan memanjang yang diamankan oleh pengikat silang dikekang slab hanya pada satu sisi komponen struktur rangka lentur, kait pengikat silang 90 derajat harus ditempatkan pada sisi tersebut.



Gambar 2.24 Contoh-contoh sengkang tertutup saling tumpuk dan ilustrasi batasan pada spasi horizontal maximum batang tulangan longitudinal yang ditumpu

2.7.1.1.3 Persyaratan Kekuatan Geser

1) Gaya Desain

Dalam menentukan Gaya geser desain, V_e , harus meninjau gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diestimsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributary terfaktor sepanjang bentangnya (Gambar 2.5)

2) Tulangan Transversal

Tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila:

- (a) Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung sesuai dengan gaya desain mewakili $1/2$ atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut;
- (b) Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \cdot f_c' / 20$.

2.7.1.2 Komponen Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus yang Dikenai Beban Lentur dan Aksial

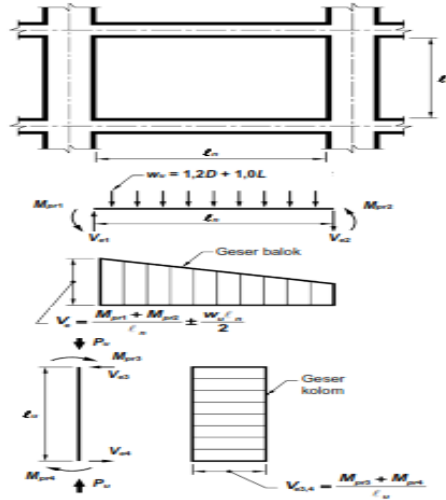
2.7.1.2.1 Ruang Lingkup

Komponen struktur rangka pemikul momen khusus yang dikenai beban lentur dan *axial* harus memenuhi syarat dibawah ini: (SNI 03 – 2847 – 2013)

- 1) Berlaku untuk komponen struktur rangka momen khusus yang menahan gaya tekan aksial (P_u) melebihi $0,1 A_g f_c'$;
- 2) Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm;
- 3) Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

2.7.1.2.2 Kekuatan Lentur Minimal Kolom pada SRPMK

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan



Gambar 2.25 Geser desain untuk balok dan kolom

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

ΣM_{nc} = jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.

ΣM_{nb} = jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Pada konstruksi balok-T, bilamana slab dalam kondisi tarik akibat momen-momen di muka joint, tulangan slab dalam lebar slab efektif harus diasumsikan menyumbang kepada M_{nb} jika tulangan slab disalurkan pada penampang kritis untuk lentur.

2.7.1.2.3 Tulangan Memanjang

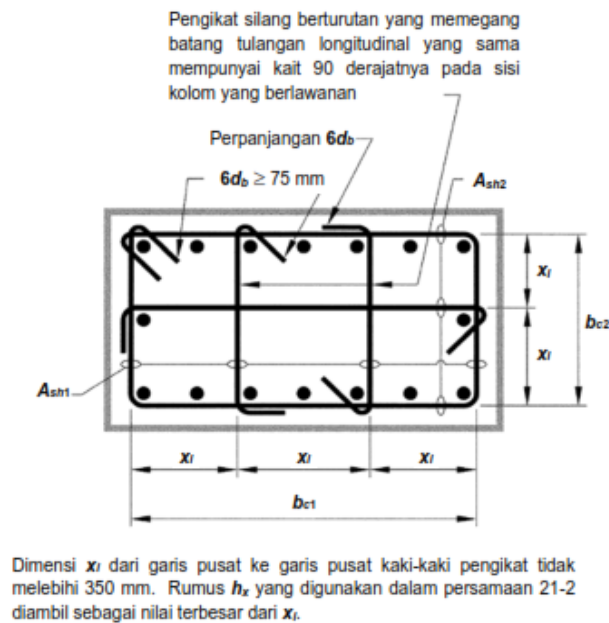
Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$.

2.7.1.2.4 Tulangan Transversal

- 1) Tulangan transversal yang disyaratkan harus dipasang sepanjang l_0 dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari:
 - (a) Tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi;
 - (b) Seperenam bentang bersih komponen struktur; dan
 - (c) 450 mm
- 2) Tulangan transversal harus disediakan dengan salah satu dari spiral tunggal atau saling tumpang tindih yang memenuhi syarat sengkang lingkaran, atau sengkang persegi dengan atau tanpa pengikat silang, pengikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil seperti begelnya diizinkan. Setiap ujung pengikat silang harus memegang batang tulangan longitudinal terluar. Pengikat silang yang berurutan harus di selang ujung-ujungnya sepanjang tulangan longitudinal. Spasi pengikat silang atau kaki-kaki sengkang persegi, h_x , dalam penampang komponen struktur tidak boleh melebihi 350 mm pusat ke pusat (Gambar 2.6);
- 3) Jarak (Spasi) tulangan transversal sepanjang panjang l_0 komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari:
 - (a) $1/4$ dimensi komponen struktur minimum;
 - (b) Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil; dan
 - (c) S_0 , seperti didefinisikan oleh pers.

$$S_0 = 100 + \left(\frac{1350 - h_x}{3} \right) \quad (2 - 62)$$

Nilai S_0 , tidak boleh melebihi 150 dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm;



Gambar 2.26 Contoh Tulangan Transversal pada Kolom

- 4) Jumlah tulangan transversal yang disyaratkan harus disediakan bila:

- (a) Rasio volume tulangan spiral atau sengkang bulat, ρ_s , tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh pers.

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right) \quad (2-63)$$

Dan tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh pers.

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (2-64)$$

- (b) Luas penampang total tulangan sengkang persegi, A_{sh} tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh pers:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s_b f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{f_{yt}} \right) - 1 \right] \quad (2-65)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s_b f_c'}{f_{yt}} \quad (2-66)$$